招待論文

地盤と建設 Vol.13, No.1, 1995

岸壁の耐震性に関わる諸問題について

Some Problems Related on Earthquake Resistant of Quay Walls

大原資生 Sukeo O-hara (山口大学名誉教授・宇部工業高等専門学校名誉教授)

今回の兵庫県南部地震においても神戸港の岸壁に基大な被害が発生したことは周知のことである。「岸壁 に作用する地震時土圧」に主軸をおきながら研究活動を続けてきた著者にとっては非常に残念なことである。 図-1は東南海地震(1944年)および南海地震(1946年)での岸壁の被害状況を示したもので、被害は震度 5以上の地域に発生していることが分かる。同じような状況は残念ながら現在も継続している。

わが国の岸壁の設計には、物部博士と岡部博士がほぼ同時期(1924年)に提案された「震度法による地震 時土圧計算法」が基本的に今日まで用いられている。しかし、北伊豆地震(1930年)で被害を受け、近代的 な設計によって修復された清水港丙号岸壁(高さ8.7m、水深-7.0mのケーソン岸壁)が、5年後の静岡地震 で再び被害を受けたたという岸壁の設計の難しさが露呈された事実もあったが、地震の度に今日まで多くの 岸壁に被害が発生していることが報告されている。著者は、このことについて「現行の地渡時土圧の計算法」、 「裏込め地盤や基礎地盤の液状化対策」といった問題点を取りあげて私見を述べてみる。

なお、はじめにお断りしますが、この論文をまとめる当たっては、過去の実験結果を示す図面を使用せざ るを得なかったが、これら全てを SI 単位のものに書き直すことはできなかったので、ここでは統一して、昔 ながらの CGS 単位を敢えて使用させていただいた。ご了承をお願いします。

キーワード: 耐震、土圧、岸壁、液状化、間隙圧(IGC: E8 / H7)

1. 岸壁に作用する地震時土圧について

(1) まえがき

現在、港湾岸壁の耐震設計基準では、震度法が 用いられ全国を三つの地区に分けて地域別震度を それぞれ0.05、0.10、0.15と定め、これに地盤種 別係数(0.8~1.2)と重要度係数(0.5~1.5)を 掛けて求めた震度を用いて地震時土圧等を計算す ることになっている。

この地震時土圧の計算法は、1924年に物部、岡 部両博士が土木学会誌の10巻5号と6号にそれぞれ 発表されたもので、その後、この計算値の妥当性 が、主として実験的に、多くの研究者によって検 証されてきたが、大きい訂正やこれに代わる計算 法も得られなかったということで今日に至ってお り、地震時土圧の計算には基本的に「物部・岡部 の式」が用いられているのが現状である。

物部博士が、この計算法を提案された時、その 実験的検証を当時内務省の土木研究所におられた



図-1(a) 東南海地震震度階分布と被害岸壁 分布





故松尾春雄九大教授に依頼された。その実験記録 の一部が1952年発行の物部先生の著書「土木耐震 学」の中にも掲載されている(図-2)。その後、 松尾教授はさらに詳細な実験的研究を行い、その 結果を土木学会誌27巻2号(1941年)に24ページの 論文として発表されている。これが地震時土圧の 実験的研究としての最初の論文であろうと思う。 その概要を述べれば、深さ、幅、長さがそれぞれ 40×43×110cmと183×190×734cmの二種の振動箱 (鋼板製)に乾燥砂を満たして水平振動を加え、 振動方向に直角な側壁にかかる土圧変化を測定し たもので、「土圧振幅は深さに比例して増大せず、 この点については物部・岡部の計算式と一致しな いが、壁面に作用する全土圧は両博士の計算式の 値に近い」との結論を得ている(参考1)。この



図-2 物部著「土木耐震学」の地震時土圧実験記録





実験では、受圧器コンデンサーを応用した土圧計 を使ったりして精度のよい測定値を得るためには 随分苦労されたとのことを直接お聞きした。松尾 先生は九州大学に移られてからも、地震時土圧の 実験を継続すべく、1954年に、載荷面積は1.5×1. 0m,搭載許容重量が2トンの倒立振子型の振動台を 製作された。当時大学院生であった大阪市立大学 の三笠正人先生の設計である(図-3)。著者は この時から大学院生として、この実験を担当する ことになり、地震時土圧をはじめ岸壁の耐震性の 研究に生涯関わることとなった。

地震時十円の実験は、振動台上に深さ0.4m、幅 0.9m、長さ1.0mの砂箱を置き、その中に砂を満た して行った。以前の実験を参考にし、砂箱は鋼板 製でL型鋼を用いて剛性が大きくし、土圧計をは じめ測定器機をかなり精度のよいものを使用する などしたので、以前より精度のよい結果(参考2) を得た。最初は乾燥砂についての実験を行ったが、 岸壁に加わる地震時土圧を調べるのが目的なので、 あとでは主として飽和砂を詰めての実験を行った。 図-4は、乾燥砂、飽和砂それぞれの実験記録の 特徴の違いを、振幅の包絡線で示したもので、上 から深さ7.5、19.5、32.5cmの土圧及び振動加速度 (震度)の記録で、図(a)が乾燥砂、図(b) が飽和砂のものである。図(c)は砂の沈下と震 度との関係の測定結果である。図(d)は飽和砂 と玉砂利の実験記録である。これらの実験記録か ら「飽和砂では乾燥砂と異なり、震度が0.2~0.3







図-4(c) 震度と沈下の関係

の間で間隙水圧の急激な上昇が生じる。そして、 この時、間隙水が砂面に噴出し、砂層は一時的に 流動化し、その後、砂面は急激に沈下する現象が 観測される。同じような現象は玉砂利でもある程 度起る」ということが分かる。松尾先生はこの現 象に非常に興味を示され、「岸壁の地震時の崩壊 は土圧よりこの急上昇する水圧によるのではない か」と言われていたのを思い出す。新潟地震より 10年も前の1954年頃のことで、いわゆる新潟地震 で大きい被害を生じた液状化と同じ現象であり、 現在、震災の度に液状化による港湾施設の被害の 発生をしばしば見聞する度に、当時としては非常 な卓見であったことを思い出し、この現象の究明 にもう少し関心を持てばよかったと悔やまれる。

このような飽和砂の液状化による間隙水圧上昇 高の深さ分布を測定(参考3、4)したのが、図 -5(b)である。この測定では、図-5(a)



のように、土圧計の受圧面の前にメッシュを付け て水圧のみが測定できるようにしたが、測定値の 中には振動水圧の振幅も含まれているので、間隙 水圧上昇値は、振動水圧振幅の1/2点で示されると 考えて求めた。なお、この実験では、液状化時に 水が箱外に溢れるので砂層の深さを0.3mとした。

図-5(b)の計算値は砂層(土粒子の比重2. 65、間隙比0.79)が懸濁状態(比重1.92)となっ たと考えての水圧の増加分であるが、実験値と計 算値はほぼ一致しており、この現象が液状化であ













図-5(b) 間隙圧異常上昇高



図-6(a) 土圧計検定装置 (その1)



図-6(b) 土圧計検定装置 (その2)

大原

ることは明らかであると考え得る。

(2) 土圧計の精度について

このような土圧測定を伴う実験を行うのに最も 意を用いたのは、土圧計の精度の問題であった。 とくに、土圧と水圧が同時に加わる飽和砂の実験 では、水圧変化は受圧面にメッシュを取り付ける ことで正確に測定できるが、土圧変化を同時に正 確に測定することは難しい。この理由については 後述するが、土圧計の構造は水圧計のそれと同様 で、受圧面がダイヤフラム型か、ピストン型かの どちらかで、受圧面のタワミを測定して土圧を求 める。しかし、土は粒状体で、水のような流体と は異なり、受圧面の変形に抵抗なく順応できない 性質がある。因って、土圧測定の精度をよくする には、土圧作用時の受圧面のタワミ量をできるだ け小さくするしかない。しかし、タワミ量をあま り小さくすると、タワミ量の測定誤差が大きくな って、かえって土圧測定の精度を悪くする。この 両者の兼ね合いの適切さが必要である。そこで、 図-6のような動的土圧の検定装置を製作して、 精度のよい土圧計としての条件を調べた。図(a) は動的土圧が、図(b)は土圧と動的水圧とが作 用している場合の検定装置である。また、図(c) は動的気圧を検定装置のチャンバーに送り込んで 土圧計に動的土圧や動的気圧を加えるための装置 である。飽和砂の実験では、土圧計の前面にメッ シュがない場合は受圧面に水圧と土圧が同時に加 わり、土圧が加わっている時に水圧が変化しても、 十粒子が受圧面を拘束しているので、水圧の変化 量に相当した受圧面のタワミ量の変化が生じない。





図-7(a) 動的検定の記録例

Cell No. 6の I (2R=6cm; △=0.126×10 ³mm/g/cm²) (a) 試料 I







図-7(b) 動的検定結果例

このことを検証し、その対応を検討するために作 られた検定装置が図(b)である。この装置では、 土圧計の受圧面に所要の土圧を加えた状態で、水 圧の代わりに空気圧を繰り返し加えた。図-7が この装置による検定結果の一例であるが、これよ り受圧面に作用している土圧が大きい程、水圧の 変化量が小さく測定されることが分かる(参考5、 6)。これらの装置を用いての検定結果から精度 の向上と測定誤差との兼ね合いを考慮して、1kg/ cm²の圧力が加わった時の受圧面の半径に対する受 圧面のタワミの比(Δ /R)を、私どもでは0.11× 10⁻² cm²/kgの規格の土圧計を作って使用した。こ れはかなり厳しい規格であるが、この土圧計でも



図-8(a) 共振法による弾性定数測定 装置



図-8(b) 砂の弾性定数測定結果

土圧測定値には10%位の誤差が生じるのはやむ得 なかった。

(3) 裏込め地盤を弾性体と見做した地震時土圧 の計算

最初に述べたように実験は、振動台上に置かれ た長さ、幅、深さがそれぞれ1.0×0.9×0.4mの鋼 板製の箱に乾燥砂を均一に詰めて所定の震度の水 平振動を加え、振動方向に直角な一側壁に作用す る振動土圧を、側壁中央鉛直線上の異なった3箇所 の深さに取り付けた土圧計で測定した。

砂層を弾性体と見做しての計算を行うためには、 砂層の弾性定数を知る必要がある。それには共振 法を用いた。図-8(a)がそのために作成した 装置である。すなわち、三軸試験用のゴムスリー ブに砂を詰め、側圧を加える代わりに内部を負圧 にする方法で、直径5cm、長さ10cm位の砂柱を作成 した。この下端に縦またはねじれ振動を与え、そ の周波数を変化して共振周波数を求め、砂の弾性 定数を計算した。その結果が図-8(b)である (参考7)。これから砂地盤の弾性定数と深さ (側圧)との比例関係を得た。



図-9 地震時土圧合力の計算図表

- 6 -

このことを考慮して、弾性方程式を解き、その 結果と実験結果との間に比較的よい一致が得られ たので、同様な計算を行って実際の岸壁に作用す る振動土圧の計算図表図 – 9を作成した(参考8)。 この図の縦軸の係数値Ψに震度Kを乗ずれば振動土 圧合力p(t/m)が求まり、上図からはその作用高 さが求まる。qは裏込め地盤上の載荷重強度である。 ただし、この図から求まるのは、地震時の振動土 圧合力で、静的土圧は含まれていない。よって、 地震時岸壁に作用する全土圧は、これに静土圧を 加えたものとなる。また、この図表は岸壁はほぼ 固定壁として計算され、作成されたものである。

(4) 地震時主働土圧の測定



図-10 可動壁の構造

図-11 地震時主働土圧実験記録

先の(3)で述べた「裏込め地盤を弾性体を見 做しての地震時土圧の計算」は、岸壁を固定壁と して、地震時の振動土圧を求めたものである。し かし、物部式の「地震時土圧」は地震時主働土圧 であることはその誘導から明らかである。著者は このことに注目して、次の実験を行って、地震時 主働土圧を測定した(参考9)。振動台上の砂箱 の土圧を測定する側壁を、図-10に示すように 改造し、上下のハンドルを適宜に回転することに よって(a)下端をヒンジとした上部変位型、



図-12 各変位壁の地震時主働土圧の 分布

- 7 -

(b) 平行変位型、(c) 上端をヒンジとした下 部変位型といった所要の変位が行えるようにし、 振動中に徐々に側壁を所要の型にしたがって変位 させた。変位速度はほぼ0.1mm/sとした。試料は豊 浦砂である。実験は最大0.4の震度までの振動で行 った。図-11が上部変位壁の実験記録である。 上から深さ5、15、25cmの土圧、振動台の加速度、



図-13 地震時主働土圧係数と震度との関係

側壁の変位(この場合は上部変位)の記録線であ る。これより壁が外側に変位するにしたがって、 すべての深さの土圧の極大値(振幅の上の値)が 減少していることが分かる。そして、この減少は 壁の変位量が0.4~0.6mmに達すると止み、変位が それ以上増加しても土圧は定常状態を保つ。この 時の土圧を地震時主働土圧と考えた。そのように して求めた各変位型の場合の地震時主働土圧の深 さ分布を図-12に示した。図中に「初期」、 「主働」とあるのは、振動実験に先立って求めら れた「砂詰め直後の土圧」、「静的主働土圧」で ある。図-12から地震時主働土圧の作用高と合 力を求めたが、前者は変位型毎で異なった値とな ったが、後者はほぼ等しい値となった。その平均 値を実験値として図-13に示し、物部の式の値 と比較した。この結果から著者は「物部式を用い て地震時土圧を計算する場合、砂の内部摩擦角を 震度0.1あたり2.5度減少するのがよい」との結論 を得た。なお、図-13の震度0の実験値は静的主 働土圧の測定結果から得られた値で、試料砂の内 部摩擦角37度を裏付ける値となっている。振動時、 砂の内部摩擦角の減少については、他の文献(参 考10)もあるが、著者の実験結果(参考11) もある。

(5) 裏込め間隙水による動水圧

以上、地震時土圧の計算法のことについて述べ たが、岸壁の裏込め地盤は、通常地表下約2.0m以



図-14 間隙水による動水圧分布

大原

- 8 -

下は飽和状態となっているので、岸壁背面には、 図-9または図-13によって示された地震時土 圧の他に、「裏込めの間隙水による動水圧」が作 用することが著者の実験においても図-14のよ うに測定されている。これは土圧計の前面にメッ シュを付け、定常的な動水圧振幅を測定した結果 である。計算値は、奥行が有限な場合の動水圧の 式であるWerner, Sundquistの式によるものである。

この動水圧については1936年の第3回工学大会講 演会において安蔵善之輔教授(九州大学)が間隙 水を非圧縮流体とし、速度ポテンシャルを用いて 求めた解を発表されている。しかし、この計算値 は著者の実験値との一致が見られなかったので、 著者は間隙水を圧縮流体としての理論解を、別途 求めた(参考12)。

通常、土砂の間の間隙水は土粒子と一体となっ て運動すると仮定されている。確かに透水係数の 小さい粘質土では、この仮定は成り立つと考えら れるが、岸壁の裏込めに用いる栗石や大粒径の土 砂などでは間隙水は土砂と一体となって運動しな いと考えられる。著者は、このことを検討するた めに「間隙水による動水圧」を理論的に計算して みた。すなわち、地震時に間隙水は裏込め土の間 隙を通って流動するものとし、その流動にはDarc y法則が成り立つとしてNavier-Stokesの方程式を 解いて、その解を得た。その計算結果を図-15 に示す。横軸のパラメータAは透水係数に反比例 する係数である。図-15から、裏込め土の透水



(b) 動水圧合力の作用高さ



図-15 裏込め間隙水による動水圧

係数が小さくなるとともに「間隙水による動水圧 値」は減少する。裏込め土を砂とし、その間隙率 を0.5、透水係数を10⁻² cm/s、裏込め水深を7m、地 震周期を2.0sとすると、この動水圧値は Westerg a-ard値の約70%、また、水深10mで、透水係数が 10~1cm/sとすると、100%の動水圧が岸壁背面に 作用することが分かる。このことは、裏込めが砂 や栗石の場合には、岸壁の耐震設計には「裏込め 間隙水による動水圧」を加味しなければならない ことを意味しており、検討する必要があると考え られる。しかし、現行の地震時土圧の計算法では、 この動水圧は加味されていない。このことは岸壁 の耐震設計上での問題点であるので、節を改めて 私見を述べる。

(6) 地震時土圧計算法における水中震度法について

震度法による地震時土圧の計算(物部・岡部式) では、水中部分については、式(1)の水中震度 K。を用いることとなっていることは港湾構造物設 計基準で定められてあり、周知のことである。

 $K_{os} = \{\gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - 1)\} K_o \quad (1)$

ここで、K_o:陸上震度、γ_{sat}:飽和裏込め土の 陸上単位重量である。しかし、この式には、裏込 め土の透水係数が小さく、地震時には間隙水が土 砂と一体となって動くという仮定がある。この仮 定が成り立たたない場合、すなわち、裏込め土の 透水係数が大きい場合には水中震度は式(2)の ようになる。

 $K_{os} = \{\gamma_{s} / (\gamma_{s} - 1)\} K_{o}$ (2)

ここで、γ.:裏込め土の土粒子の単位重量であ る。式(1)の値は式(2)のそれに比べて約20 ~30%程度大きくなる。結局、水中震度を用いて 地震時土圧を計算する場合、a.式(1)の水中 震度を用いて地震時土圧を求める方法、b.式

(2)の水中震度を用いて地震時土圧を求め、それに前述の「裏込め間隙水による動水圧」を加える方法の二つの方法が考えられる。通常、前者が用いられている理由は『間隙水と土砂は一緒に動くので「間隙水による動水圧」は別途考える必要はなく、その分は水中震度に加味されている』と説明されているが、両者を比べ、どちらが理論的であるかということになると後者ということになろう。両者を、数値の上で比較するために、高さ10m、裏込め残留水位GL-2.0mの岸壁を例にとって



図-16 従来の方法と新しい方法の比較

両者の方法の計算結果を示すと図-16のように なる。図(a)がa.の方法すなわち設計基準に よる方法による結果で、図(b)がb.の方法に よる結果である。合力は「間隙水による動水圧」 を100%加味する場合はb.がやや大きくなるが、 裏込め栗石部分だけの分を考えて「間隙水による 動水圧」を70%加味すると両者はほぼ等しくなる。 両者の方法による計算例の結果は以上のとおりで 大差はないが、実験からも理論からも「間隙水に よる動水圧」の存在は確認されているので、この 問題については水中震度の考え方を含めて再検討 されなければならないと考える。なお、この詳細 については、(参考13)の論文を参照されたい。

2. 岸壁の耐震性と液状化について

(1) まえがき

前述のように、飽和砂の地震時土圧の実験において、飽和砂層が震度が0.2位になると間隙圧の急 上昇が観測され、その上昇高は砂層が懸濁状態となったと考えた計算値とほぼ等しいことから裏込め地盤に液状化が発生すると判断した。そこで、 裏込め地盤が液状化した時には岸壁背面にどの様 な水圧が作用するかを計算してみた。また、岸壁 の基礎地盤が液状化すると考え得る実験結果も既 にある。著者らの最近の実験的研究でも構造物直 下の地盤よりその周辺部の地盤の方が液状化し易 いということについて新たな検証が得られたので、 このことと岸壁の基礎地盤の液状化との関係を考 えてみる。

(2) 裏込め地盤が液状化した場合の岸壁背面に 作用する水圧

1.の(1)の末尾で述べたように、裏込め地 盤が液状化した場合は、図-5(b)に示すよう な間隙水圧上昇高分布が得られ、裏込め砂層は一 時的に懸濁状態となることが分かっている。この 状態では、壁面に作用する動水圧分布は比重が1. 92の懸濁液の動水圧と考えてよい。この実験値を 図-17に示した。これを、長さが有限な箱の中 での実験であるのでWerner, Sundquistの式の計算





値(震度0.27)と比べたのが、この図である。深 さ25cmの点を除いては実験値は計算値と一致して いる。

そこで、裏込め地盤が液状化した時に岸壁背面 に加わる圧力を検討してみる。例として図-18 (a)に示す高さ8m、水深6mのケーソン岸壁を考 える。裏込めの土粒子の比重は2.65、間隙比は0. 79とし、震度0.2で液状化が発生したとする。この 場合、a.水深6mの部分のみが液状化した、b. 裏込め8m全てが液状化したとする二つの場合が考 えられる。実際には、最初にaの状態が発生し、 地震動が継続すれば最終的にはbの状態に至ると 推定される。ここでは、両者それぞれの場合につ いて計算する。なお、この裏込め地盤が懸濁状態 となったときの懸濁水の比重は1.92となる。また、 動水圧合力は次の式(3)で計算する。

 $P_{w} = 7 / 12 \cdot k_{h} \cdot \gamma_{ws} \cdot H \tag{3}$

ここで、P_w:動水圧合力t/m、k_h:震度、γ_{ws}: 懸濁水の単位重量t/m³、H:液状化した部分の壁高 (m)







a.水深6mの部分のみが液状化した場合

動水圧は、 $P_w = 0.2 \times 1.92 \times 36 \times 7/12 = 8.06 t/m$ となる。

裏込め地盤が懸濁状態となったため、壁背面に 作用する静水圧の増加分は、P。=(1.92-1)×6 ×6×1/2=16.56t/mとなる。また、この場合は水 位以上の土かぶり圧がそのまま6mの部分に作用す る水圧の増となるので、 裏込め地盤の単位重 量 1.48t/m³を使って、これを求めるとP_u=1.48×2× 6=17.76t/mとなる。6m以浅の部分では地震時土圧 1.39t/m(後述の c. の場合参照)を考えた。この 四者の合計は43.77t/mとなる。

b. 裏込め8m全てが液状化した場合

動水圧は、 $P_w = 0.2 \times 1.92 \times 64 \times 7/12 = 14.24t/$ mとなる。

裏込め地盤が懸濁状態となったことによる壁背 面に作用する静水圧の増加分は、P。= (1.92-1) ×8×8×1/2=29.44t/mとなる。この二者の合計は 43.68t/mとなる。

c. この岸壁に作用する地震時土圧

震度kn=0.2、水中震度Kos=0.4、裏込め地盤の 内部摩擦角を30度と仮定すると、地震時主働土圧 係数は陸上部Ca1=0.47、水中部Ca2=0.68が得ら れる。これらを用いて各深さの地震時主働土圧を 計算すると、表面p₁=0t/m、 深さ2mでは、p₂= $\gamma_{1}H_{1}C_{a1} = 1.48 \times 2 \times 0.47 = 1.39 \text{ t/m}, p_{3} = (\gamma_{1}H_{1})$ $+ \gamma_{2}H_{2}$) C_{a2} = (1.48×2+0.92×6) = 5.77t/m \geq

なる。よって、地震時土圧合力は、P= {(0.39× 2) /2 + { (0.39+5.77) × 6/2} = 22.87t/m を得る。

以上三者を図示したのが、図-18(b)であ る。これより分かるように、裏込め地盤が液状化 した場合は、現行の設計基準で計算した地震時主 働土圧合力のほぼ2倍の合力が岸壁に作用するこ ととなる。このことに対する対策を早急に立てる 必要があろう。

(3) 基礎地盤の液状化について

岸壁の基礎地盤が砂質土であったり、施工上、 砂置換工法を行っている場合は、地震時基礎地盤 に液状化が発生し、重力式岸壁では、滑動、沈下、 傾斜、転倒といった被害が、生じている。

半無限に広がる飽和砂層の液状化の発生には、 深さ方向の時間差はあるが、水平方向の時間差は ない。しかしながら、地盤上に構造物等の載荷重 が部分的にある場合は、荷重直下の地盤よりその 周辺の地盤の方が液状化が生じ易いという事実が あり、このことは模型実験でも確認されている (参考14、15、16)。しかし、この現象が 発生する原因についての考えはそれぞれの研究者 よって異なる。著者らはこの現象の原因を明らか にするために次のような実験を行った(参考17)。

図-19が実験装置を示す。2ないし3個のケ ルマン型剪断箱を振動台に置き、これに試料の飽 和砂をセットして、各試料の間隙水圧が相互に伝



① Measurement cylinder

① Displacement transducer

(3) Pore water pressure transducer (4) Accelerometer

(5) Shaking table



達できるように内径8mmの硬質チューブで連結する。 試料(豊浦砂、相対密度55%)は直径30cm、高さ 6cmで、ゴムスリーブに包まれ、その外側にはドー ナツ状の塩化ビニールのリング(厚さ1cm)が置 かれ、側方膨脹は防止するが、剪断変形は拘束し ない構造となっている。また、試料に作用する鉛 直圧及び繰り返し剪断力は重錘の自重及び慣性力 によって加えられる。

各試料には、それぞれ0.1、0.3、0.5kg/cm²の鉛 直圧が加えられている。最初にバルブ7、8を閉 じ、各試料の単独の液状化試験を実施した。その 結果が図-20(a)である。この時には各試料 に加わる応力比は同じであるので、各試料が同時 に液状化していることが認められる。次に、バル ブ7、8を開いた状態での液状化試験を実施した。 その結果を図-20(b)に示した。この図で分 かることは「鉛直圧が0.1kg/cm²の試料のみが液状 化し、その他の試料は、間隙圧がそれぞれの試料 に加えられた鉛直圧値まで上昇することなく、液 状化していない。また、鉛直圧0.1kg/cm2の試料の 液状化の発生は単独試験の場合より早い」。この ことは鉛直圧が0.1kg/cm²より大きい試料に生じる 間隙圧が、鉛直圧が最も小さい0.1kg/cm²の試料の 間隙水圧の上昇を助長し、液状化を早く発生させ た。しかし、そのために鉛直圧0.1kg/cm²以外の試 料は、間隙圧の上昇が止み液状化しなかったので ある(理論的には0.1kg/cm²までしか上昇し得ない)。 同様な実験を、各試料に加えられる鉛直圧の比を 変えて行った。その結果をまとめたのが図-20 (c) である。これより分かることは「震度が大 きい場合(k_h≥0.17)は、鉛直圧が大きく異なる 砂層はほぼ同時に液状化を生じる。しかし、震度 が小さい場合(k_b≤0.13)には2つの砂層の鉛直 圧の比が0.5以上の場合には各砂層は単独の液状化 試験の場合と同じ繰り返し回数で液状化が生じる が、その比が0.5以下の場合には鉛直圧が大きい砂 層には液状化が生じない」との実験結果が得られ たのである。すなわち、岸壁の前趾付近では、鉛 直圧の比が0.5以下となっているので、岸壁前方の 基礎地盤が、岸壁直下の基礎地盤より容易に液状 化することが考えられる。ただ、現時点では、液 状化を生じる範囲までは明らかにできていない。

3. 液状化防止対策

以上述べたことから裏込め地盤及び基礎地盤の 液状化の発生は、岸壁の耐震性に大きい影響があ ることが分かる。この防止対策として確立された 方法はまだないが、著者らの研究結果(主として 山本哲朗助教授が行った)の概略を紹介する。

(a) グラベルパイル工法

図-21(b)は、半径r_s、長さ20mのグラベル パイルを打設した層厚20mの飽和砂地盤(図-21 (a))が、エルセントロ地震動を受けた時に牛







図-20(b) 要素砂層の間隙水圧上昇曲線と体 積ひずみ曲線の代表例(k h=0.09)



大原

非排水条件下でのモデル砂層(2)~(5)の液状化抵抗 図-20 (c)



図-21(a) 解析に用いた砂地盤



グラベルパイルの半径 図-21 (c) (r.)および間隔(d.)





図-21 (d) 間隙圧上昇曲線

じる間隙圧の深さ分布の計算値である。間隙圧は 間隙 F 比u/ σ' v(u: 間隙 E、 σ' v: 鉛直 E) で示 してある。また、1本のパイルが受け持つ範囲の 地盤の半径roは1.25mとした(図-21(c)参照)。 これより間隙圧比の最大値はほぼ6mの深さに生じ ること及び地盤の透水係数がk=2.0×10-4m/sの場 合に生じることが分かったので、この条件の場合 の間隙圧比の上昇高を6種の地震動(全ての地震 波で最大加速度は100galとした)について計算し た。その結果が図-21 (d) である。間隙圧の 上昇は地震波によって違いがあること分かる。間 隙圧比が1.0に達することは地盤が液状化を発生し ていることとなるので、この図では、八戸波とタ フト波の場合は地盤が液状化を生じていることが 分かる。地震波、rg、roを変えて得られる計算結 果から間隙圧の上昇高が0.6以下となり、しかもパ イルの打設コストが最も低い条件を求めることが できる(参考18)。ただし、この工法は入力地 震波やその最大加速度、地盤の透水係数等によっ ては、地震発生から10秒位の間に発生する液状化 を防止するパイルの適切な打設条件を求めること がコスト面からも容易でない。よって、この工法 のみによって液状化防止対策を検討するのではな く、他の工法との併用を考えるのが適当であろう。



(b) 地盤の締め固め

飽和砂の液状化抵抗は砂地盤の相対密度に比例 して大きくなる。このことについて相対密度の異 なる供試体について、繰り返し三軸試験による液 状化試験を行った。図-22は、その実験から得 られた液状化の発生に必要な応力比(液状化抵抗) と相対密度の関係である(参考19)。試料は豊 浦砂とシラスである。同様なことが飽和砂の再液 状化試験からも得られている(参考20)。この 試験は振動台を用い、それに固定されたケルマン 型の剪断箱に、直径60cm、高さ4~8cmの飽和砂供 試体を詰めて液状化試験を3回行うもので、一回 日の試験後に試料を排水状態にして液状化によっ て生じた間隙圧を完全に消散する。その後、同じ 供試体に対して再び液状化試験を行うという方法 で同じ試料に対して液状化試験を計3回繰り返す。 すなわち、この実験で液状化を生じた後の排水圧 密によって密度が大きくなった地盤の液状化抵抗 の変化が得られる。使用した試料砂は4種類で、 その粒度曲線及び物理的性質は図-23(a)と 表-1に示す。密度の増加による液状化抵抗の増 加の割合は、それぞれの砂によって異なるが、こ の試験から分かったことは、均等係数の大きい砂 ではその傾向が小さいということである。その結

Toyoura sand Shingu sand Masado Gravel 2.64 2.63 2.76 2 63 0.84 2.00 5.66 5.66 $D_{max}(mm)$ 4.40 D_{50} (mm) 0.27 0.83 1.75 2.1 1.6 1.7 8.9 0.853 1.028 0.890 1.062 emax 0.638 0.678 0.540 0.597 emin 0.078 $(D_{-}=48\%)$ 0.39 5.2 (44) k_{15} (cm/s)





 $\boxtimes -23$ (a) 粒度曲線

G.

Ū₄



図 – 23(b) 液状化に必要な応力比と相対密 度との関係

表-2 試料の物理的性質

	Silty sand(1)	Silty sand(2)	Toyoura sand
G.	2.135	2.430	2.642
U,	13.1	17.2	1.2
Dso (mm)	0.10	0.07	0.21
D (mm)	2.00	2.00	0.84
WL (%)	34.3	29.2	NP
Wr (%)	NP	26.5	NP
l e	NP ·	2.7	NP
C.m.s.t	1.625	1.518	0.941
entr	0.909	0.852	0.643
Fein, (%)	5.8	9.0	0
FC (%)	43.8	51.7	0

果を図-23(b)に示す。4種の砂の中でまさ 土が相対密度の増加による液状化抵抗の増加の割 合が少なくなっていることが分かる。いずれにせ よ、これらの実験結果から、砂地盤をバイブロフ ローテーション工法等によって締め固めることに よって液状化防止を図ることができることが分か る。

(c) セメントによる安定処理

この方法については、現在試験を続行中である。 飽和埋め立て地盤の液状化防止のために、シルト 質砂にセメント系安定剤を重量比で1~4%混合 し、6時間から7日間圧密した試料について繰り 返し三軸試験(周期2秒)によって液状化試験を 行い、液状化抵抗の変化を調べた(参考21)。



図-24(b) セメント安定剤を混合した試料 の被状化抵抗

この試験に使用した試料は3種類で、その中の2 種はシルト質砂で粘土の含有率はそれぞれ5.8%と 9%であった。表-2と図-24(a)が試料の物 理定数と粒度曲線を示す。粘土含有率9%の試料 に安定剤を2%混合し、24時間圧密した場合と 混合しない場合とを比較した。安定剤を混合した 試料では、間隙水圧の波形には密な砂の繰り返し 剪断時に見られるサイクリックモビリティの現象 が顕著に認められるが、このことは安定剤の添加 と圧密によって土粒子が固着して安定な土粒子構 造が形成されたと考え得る。その結果、液状化抵 抗は安定剤添加によりほぼ4倍になっていること が、図-24(b)から分かる。なお、この試験 の結論では、「セメント安定剤を1%添加し、1 日間圧密することでシルト質砂には液状化に似た 破壊は生じなくなる」と言うことであった。この 方法は埋め立て等によって地盤を造成する場合に

は容易に適用できるが、既成の地盤に適用する場 合の方法や効果は、使用する安定剤の選定ととも に今後さらに検討されなければなるまい。

4. 結語

著者は港湾岸壁や護岸の地震時の安定を目的と して、地震時土圧の解明すべく、約40年間研究 を行ってきたが、この方は一応の結論しか得るこ とができず、自分自身で納得が得られないままに なっている。しかし、その途中において岸壁の 「裏込め地盤や基礎地盤の液状化」や「裏込め間 隙水による動水圧」といった岸壁の耐震性に大き く影響すると考えられる問題に出会い、それらに 取り組むこととなり、ある程度の成果が得られた と考えているが、これらの結果が今後、岸壁の耐 震性の向上に幾らかでも役立つことを願っている。 それと共に、これらの研究の推進に多大の協力、 援助をしてくれた多くの教官、教室員、卒業研究 の学生諸君に深く感謝している。心から謝意を表 します。

大学を離れて8年間管理職のみに始終したので、 このような論文とも言えないものしか書くことが できなかったが、終りに、ここで述べたことを取 りまとめて述べておく。

(1) 地震時土圧を、物部・岡部式を用いて求める場合は「裏込め土の内部摩擦角が震度0.1当たり 2.5度減少する」として計算するのが望ましい。

(2)岸壁を固定壁と見做せる場合の地震時土圧 を求めるには図-9の計算図表を用いるのが簡便 である。ただし、この場合には「静土圧」を別途 加えなければならない。

(3)「裏込め間隙水による動水圧」の存在は理 論的にも実験的にも明らかである。この取り扱い 及びこれと「水中震度法による地震時土圧の計算 法」との関係は今後理論的に再検討する必要があ る。

(4) 裏込め地盤が液状化した時は、岸壁背面に 地震時土圧のほぼ1.8倍の合力が作用すると考えら れる。また、基礎地盤では、岸壁直下より岸壁前 面付近が液状化し易い。3. で述べたことを参考 にして適切な液状化対策工を施す必要がある。

本論文をまとめるにあたっては、図面の作成を はじめ種々のことで山口大学山本哲朗助教授に大 変お世話になった。厚く謝意を表します。 参考文献

1) 松尾春雄: 擁壁に作用する地震時土圧の分 布状態に関する実験的研究, 土木学会誌, Vol.27, No.2, pp.1~24, 1941

2) 松尾春雄・大原資生:水に飽和された土の 振動圧力,土木学会誌, Vol.40, No.6, pp.11~ 15, 1955

3) 大原資生: 飽和砂の振動圧力について、土 木学会論文集, No.99, pp.1~6, 1963

4) Matsuo, M. and O-hara, S.:Lateral Earth Pressure and Stability of Quay Wall During Earthquakes, Proc. of 2nd WECC, pp. $1\sim17$, 1960

5) 大原資生:土圧計の特性と動間隙水圧の測 定、土木学会論文集, No. 108, pp. 13~19, 1964

6)大原資生:土圧計に関する実験的研究,土と 基礎, Vol.13, No.4, pp.19~23, 1965

 7) 大原資生:数種の砂の動弾性常数と動内部 摩擦係数,土木学会論文集,No. 58, pp. 82~85, 1958

8) 松尾春雄・大原資生:重力式岸壁の耐震性 についての一考察,土木学会論文集,No.70,pp. 1~7,1960

9) 大原資生・前原 博・永田洋文: 地震時主 働土圧について, 土と基礎, Vol.18, No.2, pp. 27~ 35, 1970

10)物部長穂:土木耐震学,理工図書, pp.56~ 57, 1952

11) 大原資生: 砂の動的性質,九州大学工学集 報, Vol. 29, No. 1, pp. 21~25, 1955

12) 大原資生:岸壁裏込め間隙水による動水圧 について,土木学会論文集, No. 87, pp. 9~14, 1962

13) 大原資生:地震時土圧研究の現況と課題, 土木学会誌, pp.1~8, 1979

14) Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K.: Settlement of Buildings on Saturated Sand During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1, pp. 23~38, 1977

15)時松孝次・吉見吉昭:地震時の砂地盤にお ける間隙水圧の上昇と消散,第5回日本地震工学 シンポジウム講演集, pp. 609~616, 1978

16) Koga, Y. and Matsuo, O. : Shaking Table Tests on Embankments Resisting on Liquefiable Sandy Ground, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 162~174, 1990

17)Yamamoto, T., O-hara, S. and Ishikawa, M :Liquefaction Characteristics of Saturated Sand Deposits Under Nonuniform Vertical Stresses, Soils and Foundations, Vol. 34, No. 3, pp. $11 \sim 20$, 1994

18)山本哲朗・大原資生・小坪清真:液状化対 策としてのグラベルパイル,土と基礎, Vol.30, No.4, pp.21~26, 1985

19)大原資生・安永文夫・藤井信夫:乱さないシ ラスの動的性質,土質工学会論文報告集, Vol.14, No.4, pp.107~114, 1974

20)大原資生・山本哲朗:振動台による飽和砂の 再液状化特性に関する実験的研究, 土質工学会論 文報告集, Vol. 22, No. 2, pp. 123~132, 1982

21)山本哲朗・大原資生・堀淵幸司・鈴川俊道: シルト質砂地盤の液状化対策としてのセメント安 定処理,地盤と建設, Vol.11, No.1, pp.83~88, 1993